

## Geotechnisches Gutachten

### Neubaugebiet Schellenberg in Erbach

<u>Projekt Nr.</u>	A1306017
<u>Bauvorhaben</u>	Neubaugebiet Schellenberg in Erbach
<u>Auftraggeber</u>	Baulanderschließungsgesellschaft mbH Erlenbachstraße 50 89155 Erbach
<u>Planung:</u>	Ingenieurbüro Wassermüller Ulm GmbH Hörvelsinger Weg 44 89081 Ulm
<u>Datum</u>	02.09.2013
<u>Bearbeitung</u>	Dipl. Ing. (FH) Ralf Frankovsky

## Inhalt

1. Vorgang
2. Geomorphologie, Böden, Bodenklassifizierung, Bodenkennwerte, Erdbeben
3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten, Versickerungsmöglichkeiten
4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

## Anlagen

- 1.1 Übersichtslageplan, M. 1:25.000
- 1.2 Lageplan mit Untersuchungspunkten M 1:1000
- 2.1 Geologisches Profil SG1/13, M. d. H. 1:25
- 2.2 Geologisches Profil SG2/13, M. d. H. 1:25
- 2.3 Geologisches Profil SG3/13, M. d. H. 1:25
- 2.4 Geologisches Profil SG4/13, M. d. H. 1:25
- 3.1 Auswertung Sickerversuch SG1/13 (Molasse)
- 3.2 Auswertung Sickerversuch SG2/13 (Molasse)
- 4.1-4 Fundamentdiagramme Einzel- und Streifenfundamente

## verwendete Unterlagen

- [1] Ingenieurbüro Wassermüller Ulm GmbH, Hörvelsinger Weg 44, 89081 Ulm  
*Auftrags Nr. 13019125-4 Neubaugebiet Schellenberg*
- [1.1] Plan Nr. 51517, Lageplan – Vorplanung mit Standortvorschlag für Schürfe, M. 1:1000, 19.04.2013
- [1.2] Plan Nr. 51517, Lageplan – Vorplanung, M. 1:1000, 19.04.2013

## 1. Vorgang

In Erbach soll das Baugebiet „Schellenberg“ erschlossen werden. Die fm geotechnik wurde von der Baulanderschließungsgesellschaft mbH aus Erbach beauftragt, eine Baugrunderkundung im Projektgebiet auszuführen und ein geotechnisches Gutachten zu erstellen. Zu diesem Zweck wurden am 12.08.2013 insgesamt vier Schürfgruben im Bereich des Baugebietes sowie bei den geplanten RRB ausgehoben. In zwei Schürfgruben wurden Sickerversuche ausgeführt, um die Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten zu bestimmen. Die Anzahl und Lage der Untersuchungspunkte waren von der Stadt Erbach und dem IB Wassermüller vorgegeben.

Die Ansatzpunkte der Erkundungsstellen wurden nach Lage und Höhe von unserem Büro eingemessen. Die Lage der Aufschlusspunkte ist im Lageplan der Anlage 1.2 dargestellt. Die Höhen der Ansatzpunkte, ebenso wie die detaillierte, nach DIN EN ISO 14688-1 und -2, DIN 18 196 und DIN 18 300 klassifizierte Bodenaufnahme, sind in den geologischen Profilen der Anlagen 2.1 bis 2.4 aufgeführt. Die Auswertung der Sickerversuche in den Schürfgruben SG1/13 und SG2/13 sind in den Anlagen 3.1 bis 3.2 enthalten.

## 2. Geomorphologische Situation, Bodenschichten, bautechnische Beschreibung, Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung, Erdbebenklassifizierung

### 2.1 Geomorphologische Situation

Das Untersuchungsgebiet befindet sich am südwestlichen Ortsrand von Erbach und ist momentan unbebaut. Das Gelände wird als Ackerfläche und Wiese genutzt. Das geplante RRB befindet sich nordwestlich der ausgewiesenen Fläche für das NBG Schellenberg. Das Gelände im Bereich des geplanten Baugebietes fällt von Südosten nach Nordwesten ab.

Aus geologischer Sicht wird der tiefere Untergrund von Böden der Unteren Süßwassermolasse aufgebaut (Schluff, Sand, Mergel, Mergelstein). Im Holozän wurden, bedingt durch Erosionsprozesse, feinkörnige Verwitterungsböden (Verwitterungsdecke) über den Molasseböden sedimentiert.

Eine Mutterbodenauflage schließt bei den ausgeführten Untersuchungspunkten die natürliche Schichtenabfolge zur Geländeoberfläche hin ab.

## 2.2 Bodenschichten

Anhand der ausgeführten Aufschlüsse kann am Projektstandort von folgender, genereller Schichtenfolge ausgegangen werden:

Mutterboden	(holozän)
Verwitterungsdecke	(holozän)
Untere Süßwassermolasse	(tertiär)

Im Einzelnen wurden mit den vier Schürfgruben folgende Schichtglieder bzw. Schichttiefen festgestellt:

Tabelle 1: Schichtglieder und Schichttiefen *Bereich NBG* (bis m unter Gelände)

Aufschluss Ansatzhöhe GOK [m ü. NN]	SG1/13 501.22	SG2/13 503.52	SG3/13 510.21	SG4/13 516.33
Mutterboden	0,00 – 0,20	0,00 – 0,25	0,00 – 0,40	0,00 – 0,30
Verwitterungsdecke	0,20 – 1,30	0,25 – 0,80	0,40 – 2,30	0,30 – 2,70
Molasse	1,30 – 2,20*	0,80 – 3,70*	2,30 – 4,10*	2,70 – 3,80*

\* Endtiefe n. a. = nicht angetroffen

## 2.3 Bautechnische Beschreibung der Schichten

### Mutterboden

Der Oberboden setzt sich aus einem schwach tonigen bis tonigen, schwach sandigen, schwach humosen bis humosen Schluff zusammen. Die Konsistenz des Mutterbodens ist weich. Der Oberboden ist zum Abtrag von Lasten nicht geeignet. Er wird vor Baubeginn abgeschoben. Der Oberboden kann für statisch nicht relevante Geländeangleichungen verwendet werden. Eine umwelttechnische Analyse auf Pflanzenschutzmittel im Bereich von Ackerflächen erfolgte auftragsgemäß nicht.

### Verwitterungsdecke

Die Verwitterungsdecke besteht im Untersuchungsgebiet überwiegend aus einem schwach tonigen bis tonigen, schwach sandigen bis lokal stark sandigen, lokal kiesigen Schluff. Im Bereich der Schürfgrube SG1/13 wurden innerhalb der Verwitterungsdecke lokal leicht anmoorige Bereiche und vereinzelt Holzreste festgestellt. Vermutlich ist in diesem Bereich in der Vergangenheit ein Bach verlaufen.

Im Bereich der Hochflächen (SG3/13 und SG4/13) folgt unter der bindigen Verwitterungsdecke ein schluffiger bis stark schluffiger Sandboden in lockerer bis mitteldichter Lagerung.

Der Verwitterungshorizont ist oberflächennah noch schwach durchwurzelt. Die Konsistenz des braun und rostbraun gefärbten Lehmbodens ist weich, lokal auch weich bis steif. Die Verwitterungsdecke ist zum Abtrag von Gebäudelasten nur gering geeignet. Die Verwitte-

rungsdecke ist frost- und witterungsempfindlich. Bei Wasserzutritt weicht der Lehmboden schnell auf und verliert an Tragfähigkeit.

### Untere Süßwassermolasse

Die Böden der tertiären Molasse bestehen im Untersuchungsbereich aus einer hauptsächlich schluffigen Fazies, in welcher lokal reine Sandlagen vorhanden sind. Mit zunehmender Tiefe geht die schluffige Fazies in eine Mergelfazies über, in welcher immer wieder Mergelsteinfragmente und auch Mergelsteinlagen vorkommen (z. B. SG2/13).

Die schluffige Fazies setzt sich aus einem schwach sandigen bis sandigen Schluff zusammen, dessen Tonanteil zwischen schwach tonig bis stark tonig variiert. Im Bereich der Schürfguben SG2/13 und SG4/13 wird der Lehmboden von reinen Sandlagen durchzogen. Die Konsistenz des Schluffes ist im oberen Bereich steif und geht dann mit zunehmender Tiefe in steif bis halbfest und halbfest über. Die eingeschalteten Sandlagen sind mitteldicht bis dicht gelagert.

Die Konsistenz der in der Schürfgube SG2/13 und SG3/13 angetroffenen, tonigen und schwach sandigen Mergellagen ist halbfest und steigt mit zunehmender Tiefe erfahrungsgemäß auf fest an. Die eingeschalteten Mergelsteinfragmente sowie der angetroffene Mergelstein in der Schürfgube SG2/13 sind mürbe.

Die Molasseböden sind frost- und witterungsempfindlich. Bei Zutritt von Wasser weichen die bindigen Bereiche oberflächlich auf.

Die Tragfähigkeit der Molasse ist als gut (Schluff, steife Konsistenz) bis sehr gut (Mergel, halbfest) zu bezeichnen.

## 2.4 Bodenkennwerte und Klassifizierung

Entsprechend der Baugrundsichtung der geologischen Profile (Anlagen 2.1 bis 2.4) sowie der Beschreibung der Böden, werden im Folgenden die für den Erdbau notwendigen Bodenkennwerte und die Bodenklassen angegeben:

Tabelle 3: Charakteristische Bodenkennwerte (Erfahrungswerte)

Schicht	Wichte (erdfeucht) $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte (unter Auftrieb) $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\phi'$ [°]	Kohäsion (dräniert) $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Mutterboden	13 – 15	3 – 5	15 – 17,5	0	0,5 – 1
Verwitterungsdecke	18 – 19	8 – 9	22,5 – 25,0	0 – 2	6 – 8
Molasse (Schluff, steif)	18 – 19	8 – 9	25,0 – 27,5	2 – 5	30 – 40
Molassemergel (halbfest)	18 – 20	8 – 10	25,0 – 27,5	5 – 10	40 – 60

Tabelle 4: Klassifizierung der Böden

Schicht	Bodengruppe DIN18196	Bodenklasse DIN18300	Bodenklasse DIN18301	Frostempfindlichkeit ZTV E-StB 09
Mutterboden	OU	1	BO1	F3
Verwitterungsdecke	UL	4	BB2	F3
Verwitterungsdecke (SG3 + SG4)	SU*	4	BN2	F3
Molasse (Schluff, steif)	UM/SU*	4	BB2, BN2	F3
Molassemergel (halbfest)	UM/(Fels)	4,(5/6/7)*	BB2-3/BS1-3	F3

\*je nach Anteil und Größe der Mergelsteinfragmente / bei fester Konsistenz Bkl.6  
 Mergelsteinfragmente > 600 mm sind in der Molasse möglich, dann Bkl.7, reine Mergelsteinlagen gehören zur Bodenklasse 7

### 2.5 Erdbebenklassifizierung

Entsprechend der „Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg, Regierungspräsidium Freiburg, 2005“ befindet sich das Untersuchungsgebiet in der **Erdbebenzone 0** (Gebiet, in der gemäß des zugrunde gelegten Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität  $6 \leq I \leq 6,5$  zu erwarten ist) und der **Untergrundklasse R** (Gebiete mit felsartigem Untergrund)

Entsprechend der DIN 4149 / 2005-04, Abs. 5.2.3 Baugrundklassen ist bei einer Gründung in dem Molasseschluff und dem Molassemergel die **Baugrundklasse C** (stark bis völlig verwitterte Festgesteine oder grobkörnige bzw. gemischtkörnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

## 3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A-138

### 3.1 Grundwasserverhältnisse

Während der Untersuchung am 12.08.2013 wurde in der Schürfgrube SG2/13 der Zulauf von Schichtwasser festgestellt. Das Wasser wurde in einer Sandlage innerhalb der Molasse bei 3,30 m u. GOK angetroffen. Das Wasser ist in diesem Bereich leicht unterhalb der undurchlässigeren, bindigen Bereiche eingespannt.

Nach lang anhaltenden Niederschlägen ist allgemein damit zu rechnen, dass sich in den durchlässigeren sandigen Lagen der Verwitterungsdecke sowie in den Sandlagen der Molasse Schichtwasser ansammeln kann.

**3.2 Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A 138 (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abfall und Abwasser e. V. – Arbeitsblatt DWA-A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser)**

Die Versickerung von Niederschlagswasser setzt einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand zur Grundwasseroberfläche voraus. Der Untergrund muss die anfallenden Sickerwassermengen aufnehmen können. Die Versickerung kann direkt erfolgen oder das Wasser kann über ein ausreichend dimensioniertes Speichervolumen durch eine Sickeranlage mit verzögerter Versickerung in Trockenperioden dem Untergrund zugeführt werden.

Nach dem DWA-A 138 (April 2005) sollte der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, in dem die Versickerung stattfinden soll, zwischen  $k_f = 1,0 \cdot 10^{-03}$  m/s und  $k_f = 1,0 \cdot 10^{-06}$  m/s liegen. Die Mächtigkeit des Sickerraumes sollte, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, rd. 1,0 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten. Bei Durchlässigkeitsbeiwerten von  $k_f < 1,0 \cdot 10^{-6}$  m/s ist eine Regenwasserbewirtschaftung über eine Versickerung nicht mehr gewährleistet, so dass die anfallenden Wassermengen über ein Retentionsbecken abzuleiten sind.

Um die Durchlässigkeitsbeiwerte der Böden bei den geplanten Regenrückhaltbecken zu bestimmen, wurde in den Schürfgruben SG1/13 und SG2/13 jeweils ein Sickerversuch ausgeführt. Anhand der aufgezeichneten Absenkungen wird der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert bestimmt (vgl. Anlagen 3.1 bis 3.2).

Die vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Sickerversuchen sowie die zugehörigen Bemessungs –  $k_f$  – Werte nach dem Arbeitsblatt DWA - A 138, Tab. B.1, sind in der Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Ergebnisse Sickerversuche SG1/13 und SG2/13 (Werte der Anlagen 3.1 bis 3.2)

Aufschluss	Durchlässigkeit kf-Wert Feldversuch (m/s)	Durchlässigkeit kf-Wert Bemessung (m/s)	Bodenart
SG1/13 Tiefe Sohle: 2,20 m	$2,13 \times 10^{-07}$	$4,26 \times 10^{-07}$	<u>Molasse, Schluff</u> tonig bis stark tonig, schwach sandig bis sandig, schwach kiesig
SG2/13 Tiefe Sohle: 2,10 m	$3,44 \times 10^{-07}$	$6,22 \times 10^{-07}$	<u>Molasse, Schluff</u> schwach tonig, feinsandig, Mergelsteinrelikte, Kalkkonkretionen

Die ermittelten, vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte (vgl. Tabelle 5) stufen die Molasse nach DIN 18130, Teil 1, Tabelle 1 als „schwach durchlässige Böden“ bis „sehr schwach durchlässige Böden“ ein.

Die darüber liegende Verwitterungsdecke hat erfahrungsgemäß ebenfalls einen  $k_f$  Wert im Bereich von  $5 \times 10^{-07}$  bis  $1 \times 10^{-07}$  m/s.

Die anstehenden Böden entsprechen somit nicht den Anforderungen des DWA-A 138 zur ausschließlichen Versickerung von Oberflächenwasser.

#### 4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

Vorbemerkung:

Der Untersuchungsrahmen für dieses Gutachten (4 Schürfguben) entspricht nicht dem Untersuchungsprogramm für Einzelbauwerke gemäß dem Eurocode 7, Teil 2 (DIN EN 1997-2:2010-10 einschließlich DIN EN 1997-2/NA:2010-12 und DIN 4020:2010-12).

Es ist eine Erkundung und geotechnische Bewertung für Einzelbauwerke oder eine höher auflösende Erkundung für das Baugebiet anzuraten.

Die nachfolgenden Ausführungen und Berechnungen sollen als allgemeine Hinweise und Entscheidungshilfe zur Bebauungsform (mit oder ohne Keller) verstanden werden.

##### 4.1 Gründung

Von den geplanten Gebäuden liegen noch keine Detailpläne vor. Die geologischen Profile der ausgeführten Schürfguben sind in den Anlagen 2.1 bis 2.4 enthalten. Entsprechend Abschnitt 2.3 steht gut tragfähiger Baugrund in Form von Molasse (Schluff) in mindestens steifer Konsistenz auf folgenden Höhenkoten an:

SG1/13 (Bereich geplantes RRB):	499.92 m ü. NN / 1,30 m u. GOK
SG2/13 (Bereich geplantes RRB):	502.72 m ü. NN / 0,80 m u. GOK
SG3/13 (Bereich geplantes BG):	507.91 m ü. NN / 2,30 m u. GOK
SG4/13 (Bereich geplantes BG):	513.63 m ü. NN / 2,70 m u. GOK

Es wird vorgeschlagen, die Gebäude einheitlich in der gut tragfähigen Molasse (mindestens steifer Konsistenz) auf Fundamenten oder Bodenplatten zu gründen.

Unterkellerte Gebäude werden mit Ihrer Gründungssohle bereits in den Molasseböden zu liegen kommen.

Werden Gebäude nicht unterkellert, so sind die Fundamente über Fundamentvertiefungen bis auf die Molasse zu führen. Dazu werden senkrechte Gräben bis zur Molasse ausgehoben und unmittelbar nach Aushub bis auf die Oberkante der geplanten Fundamente mit Magerbeton aufgefüllt. Wie die Baggerarbeiten zeigten, blieben die Schürfguben kurzfristig unter 90° stehen. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass die Fundamentvertiefungen unter keinen Umständen betreten werden dürfen und direkt nach dem Aushub mit Magerbeton zu verfüllen sind.

Bei einer Gründung nicht unterkellertes Gebäude auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte ist die Verwitterungsdecke durch einen mindestens 1,00 m mächtigen Bodenersatzkörper auszutauschen. Der Bodenersatzkörper ist aus einem feinkornarmen ( $< 5\%$  Schluffanteil) Kiessand herzustellen, lagenweise einzubauen und zu verdichten ( $D_{Lage} = 0,30$  m). Die ordnungsgemäße Verdichtung des Bodenersatzkörpers ist mittels Plattendruckversuchen zu überprüfen (empfohlen:  $E_{v2} \geq 100$  MN/m<sup>2</sup>). Der Bodenersatzkörper ist so weit über den Rand der Bodenplatte auszubilden, dass sich ein Lastausbreitungswinkel von 45° einstellen kann. Zwischen anstehendem Baugrund und Bodenersatzkörper ist ein Trennvlies (GRK3) einzulegen.

In den Anlagen 4.1 bis 4.4 sind Fundamentdiagramme für die Vorbemessung von Einzel- und Streifenfundamenten enthalten, welche in der Molasse gründen. Der aufnehmbare Sohl- druck ist dort in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie und für mittige Belastung dargestellt. Berechnungsgrundlage sind die DIN 1054:2005-01 und die DIN 4017:2006-03. Es liegt der Lastfall 1 (ständige Bemessungssituation) zugrunde und das Verhältnis von veränderlichen zu Gesamtlasten wurde mit 0,5 vorausgesetzt.

Bei einem Ausnutzungsgrad von  $\mu \leq 1,0$  und Begrenzung der rechnerischen Setzung auf z. B.  $s \leq 1,5$  cm ist, je nach gewählter Fundamentgeometrie, folgender aufnehmbarer Sohl- druck anzusetzen (Auszüge aus den Anlage 4.1 bis 4.4):

#### Anlage 4.1 – quadratisches Einzelfundament ( $a / b = 1$ ) – Randfundament (Auflast = 1,80 m)

Einzelfundament  $a \times b = 0,80 \times 0,80$ m: zul.  $\sigma = 273$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 174$  kN, zugh.  $s = 0,49$  cm  
Einzelfundament  $a \times b = 1,20 \times 1,20$ m: zul.  $\sigma = 316$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 455$  kN, zugh.  $s = 0,79$  cm  
Einzelfundament  $a \times b = 1,60 \times 1,60$ m: zul.  $\sigma = 340$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 870$  kN, zugh.  $s = 1,07$  cm

#### Anlage 4.2 – quadratisches Einzelfundament ( $a / b = 1$ ) - Mittelfundament, $h = 0,60$ m

Einzelfundament  $a \times b = 0,80 \times 0,80$ m: zul.  $\sigma = 193$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 123$  kN, zugh.  $s = 0,30$  cm  
Einzelfundament  $a \times b = 1,20 \times 1,20$ m: zul.  $\sigma = 216$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 311$  kN, zugh.  $s = 0,47$  cm  
Einzelfundament  $a \times b = 1,60 \times 1,60$ m: zul.  $\sigma = 234$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 599$  kN, zugh.  $s = 0,64$  cm

#### Anlage 4.3 – Streifenfundament $l = 15$ m - Randfundament (Auflast = 1,80 m)

Streifenfundament  $b = 0,6$  m,  $l = 15$  m: zul.  $\sigma = 202$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 121$  kN/m, zugh.  $s = 0,58$  cm  
Streifenfundament  $b = 0,8$  m,  $l = 15$  m: zul.  $\sigma = 211$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 168$  kN/m, zugh.  $s = 0,74$  cm  
Streifenfundament  $b = 1,0$  m,  $l = 15$  m: zul.  $\sigma = 234$  kN/m<sup>2</sup>, zul.  $R = 234$  kN/m, zugh.  $s = 0,96$  cm

#### Anlage 4.4 – Streifenfundament l = 15 m – Mittelfundament, h = 0,60 m

Streifenfundament b = 0,6 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 136 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 81 kN/m, zugh.s = 0,33 cm

Streifenfundament b = 0,8 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 153 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 122 kN/m, zugh.s = 0,46 cm

Streifenfundament b = 1,0 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 167 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 167 kN/m, zugh.s = 0,58 cm.

Je nach gewählter Fundamentgeometrie ist entweder die Grundbruchsicherheit (rote Linie im Diagramm) oder die Begrenzung der Setzungen (hier 1,50 cm gewählt - blaue Linie im Diagramm) maßgebend für den aufnehmbaren Sohldruck.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Randfundamente können herangezogen werden, wenn bei unterkellerten Gebäuden gewährleistet wird, dass ein Ausweichen des Fundamentes in Richtung Kellerseite durch ausreichend dicke Kellerwände oder einen massiv ausgebildeten Fußboden verhindert wird. Ansonsten sind auch für Randfundamente die Diagramme für Mittelfundamente heranzuziehen.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Mittelfundamente gelten bei unterkellerten Gebäuden mit einer Fundamenthöhe von h = 0,60 m.

Die zulässigen Setzungen des Gebäudes sind vom zuständigen Planer festzulegen.

Bei den o. g. Tragfähigkeitswerten ist die gegenseitige Beeinflussung von Fundamentlasten noch nicht berücksichtigt. Es wird vorgeschlagen, die Gründungsvorbemessung nach den Fundamentdiagrammen in den Anlagen 4.1 bis 4.4 vorzunehmen. Nach Vorlage der aktuellen Bauwerklasten (Fundamente mit Bodenpressungen) sind bei setzungsempfindlichen Tragkonstruktionen die gegenseitigen Beeinflussungen der Fundamente und die Verträglichkeit der Setzungsdifferenzen bzw. Fundamentverdrehungen mit einer Setzungsberechnung zu überprüfen.

Werden unterkellerte Gebäude auf einer tragenden Bodenplatte in der Molasse mindestens steifer Konsistenz gegründet, so kann zur Vorbemessung der Bodenplatte ein Bettungsmodul in der Größenordnung von  $k_s = 8 - 12 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden.

Bei nicht unterkellerten Gebäuden, welche auf einem Bodenersatzkörper (d = 1,00 m) noch in der Verwitterungsdecke liegen, kann zur Vorbemessung der Bodenplatte ein Bettungsmodul in der Größenordnung von  $k_s = 4 - 6 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden.

Der exakte Bettungsmodulverlauf kann über den Steifemodul des Bodens anhand einer detaillierten Setzungsberechnung bestimmt werden.

#### 4.2 Grundwasser und Entwässerung

Nach anhaltenden Niederschlägen muss mit Schichtwasser in der Verwitterungsdecke und der Molasse gerechnet werden.

Auf Grund der geringen Durchlässigkeit des Untergrundes ist in der Arbeitsraumverfüllung des unterkellerten Gebäudes mit anstauendem Sickerwasser bzw. Schichtwasser zu rechnen.

Die Abdichtung der Bodenplatte und der erdberührten Wände ist gemäß Abschnitt 9 der DIN 18195-6 gegen aufstauendes Sicker- bzw. Schichtwasser (drückendes Wasser) zu bemessen.

### 4.3 Baugruben

Im Baugebiet sind frei geböschte Baugruben möglich. Generell sind in der Verwitterungsdecke und Böschungen mit 45° nach der DIN 4124 ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit bis zu einer Tiefe von 5 m möglich. In den mindestens steifen Molasseböden sind Böschungswinkel bis 60° möglich. Die Böschungen sind vor Niederschlagserosionen mit Folien zu schützen.

Beim Anschneiden einer Wasser erfüllten Molassesandschicht ist mit erheblichen Wassermengen zu rechnen. Diese sind mit einer offenen Wasserhaltung zu fassen und abzuleiten, um ein Aufweichen der Baugrubensohle zu verhindern. Die Austrittsstellen sind mit einem Einkornbetonaufstrich gegen das Ausfließen von Boden zu sichern.

Es wird empfohlen, vor dem Aushub der Baugrube einen Probeschurf auszuheben, um die aktuelle Situation grundstücksbezogen einschätzen zu können.

Sollten frei geböschte Baugruben mit den o. g. Böschungsneigungen aufgrund der Platzverhältnisse nicht möglich sein, so ist die Baugrube durch einen Verbau zu sichern. Dies kann zum Beispiel ein Trägerbohlwand- oder Spundwandverbau sein. Aufgrund der mit zunehmender Tiefe hohen Konsistenz der Molasse sowie lokal vorkommenden Mergelsteinfragmenten, sind die Träger bzw. die Spunddielen nur schwer bis gar nicht ramm- bzw. rüttelbar. In diesem Fall sind Austausch- bzw. Auflockerungsbohrungen vorzusehen. Die Standsicherheit der Verbaumaßnahmen ist rechnerisch nachzuweisen.

### 4.4 Kanalbaumaßnahmen

Die Sohle eines eventuell erforderlichen Kanals ist noch nicht bekannt, so dass hierzu in allgemeiner Form Stellung genommen wird.

Generell sind in der Verwitterungsdecke Böschungen mit 45° nach der DIN 4124 ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit bis zu einer Tiefe von 5 m möglich. In der Molasse mindestens steifer Konsistenz sind Böschungswinkel bis 60° möglich.

Beim Austritt von Schichtwasser in den Böschungen sind die Austrittsstellen mit einem Einkornbetonaufstrich zu versehen um ein Ausbrechen der Böschung zu verhindern.

Alternativ zur freien Böschung wird die Sicherung mit Grabenverbaugeräten empfohlen. Der Einsatz von Grabenverbaugeräten minimiert die Aushubmenge und die Grabenbreite. Eventuell auftretendes Schichtwasser ist in den Kanalgräben mit einer offenen Wasserhaltung zu fassen.

Kommen die Kanalrohre mit Ihrer Sohle in der Molasse zu liegen, so sind keine besonderen Maßnahmen zur Gründung der Rohre nötig (lediglich Bettungsschicht).

Liegen die Kanalsohlen in den darüber liegenden Schichten (Verwitterungsdecke) ist als Gründungspolster ein Bodenersatzkörper (Kies-Sand, Schluffanteil < 5%) mit einer Mächtigkeit von  $D = 30$  cm einzubauen. Der Bodenersatzkörper ist vom anstehenden Baugrund durch ein Vlies (GRK3) zu trennen. Sollte die Gründungssohle stark aufgeweicht sein, so sind in diesen Bereichen zur Stabilisierung der Sohle zusätzlich Schroppen (gebrochenes Material) einzudrücken.

Die Verwitterungsdecke und die Molasseböden können zur Verfüllung der Kanalgräben ohne zusätzliche Maßnahmen nicht verwendet werden. Nach dem Einbau besitzen diese Böden eine höhere Durchlässigkeit als zuvor. Bei einem Wasserzutritt werden diese Böden aufgeweicht, es werden Feinbestandteile ausgewaschen, dies führt ggf. zu Setzungen im Straßenbereich. Die Verwitterungsdecke und die Molasse können nur dann zur Verfüllung der Kanalgräben herangezogen werden, wenn sie vorab durch ein Kalk-Zement Bindemittel verbessert werden (z. B. Dorosol C30).

Es wird deshalb empfohlen, die Kanalgräben mit einem gut verdichtbaren Kiessand zu verfüllen.

#### 4.5 Straßenbaumaßnahmen

Es ist davon auszugehen, dass die Erschließungsstraßen oberflächennah in der Verwitterungsdecke zu liegen kommen. Diese Böden sind nach den ZTV E-StB 09 als sehr frostempfindlich (F3) einzustufen. Des Weiteren sind diese Böden witterungsempfindlich. Nach der ZTV E-Stb09 und der RStO ist auf dem Erdplanum eines F2/F3 Untergrundes ein Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45$  MN/m<sup>2</sup> gefordert.

Dieser Wert wird im Bereich des lokal weichen bis steifen Verwitterungslehms nicht erreicht werden. Es sind baugrundverbessernde Maßnahmen notwendig. Es wird vorgeschlagen den eigentlichen frostsicheren Straßenaufbau auf einem 0,40 m dicken Bodenersatzkörper aus Kiessand (Schluffanteil < 5 %) aufzubauen. Der Bodenersatzkörper ist lagenweise einzubauen und zu verdichten. Zwischen anstehendem Baugrund und Bodenersatzkörper ist ein Trennvlies (GRK3) einzulegen. Der fachgerechte Einbau des Bodenersatzkörpers ist anhand von Plattendruckversuchen zu überprüfen.

Alternativ zu einem Bodenersatzkörper kann der Untergrund mit einem Kalk-Zement Bindemittel stabilisiert werden. (Frästiefe ~ 0,40 m, Bindemittelzugabe etwa 2 – 4 Gew. % Dorosol C30 oder C50, je nach aktueller Bodenfeuchte).

#### *Anmerkung:*

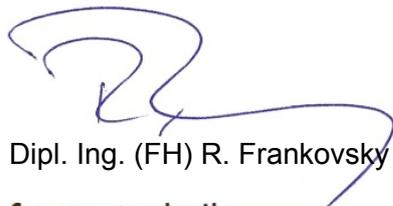
*Sollte eine Untergrundverbesserung mittels Mischbindemittel ausgeführt werden, wird empfohlen, den aktuellen Wassergehalt und die Proctordichte der Verwitterungsdecke bei Baubeginn zu prüfen, um Einwirkungen durch Niederschläge oder Austrocknungen des Bodens erfassen und bei der Angabe zu Bindemittelmengen berücksichtigen zu können. Es wird fer-*

*ner darauf hingewiesen, dass innerhalb der Verwitterungsdecke größere Steine vorkommen können. Diese sind eventuell vor Beginn der Einfräsarbeiten auszusortieren um die Geräte nicht zu beschädigen.*

Anmerkungen

Die im Gutachten enthaltenen Angaben beziehen sich auf die bei den Untersuchungsstellen ermittelten Bodenschichten und deren geotechnischen Eigenschaften. Abweichungen von den gemachten Angaben (Schichttiefen, Bodenzusammensetzung, Wasserstände etc.) können auf Grund einer Heterogenität des Untergrundes nicht ausgeschlossen werden. Ferner ist eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der angebotenen Bodenverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen erforderlich. Es wird deshalb empfohlen, zur Abnahme der Gründungssohlen den Verfasser des Gutachtens heranzuziehen.

Für ergänzende Erläuterungen sowie zur Klärung der im Verlauf der weiteren Planung und Ausführung noch offenen Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

  
Dipl. Ing. (FH) R. Frankovsky  
fm geotechnik 